

EMISSIONE	DATA	MODIFICHE
A	2017.11.10	PRIMA EMISSIONE
B	2018.06.15	EMISSIONE PER VERIFICA

COMUNE DI CATANIA

Completamento del Piano di Risanamento del Rione S. Berillo

Convenzione urbanistica del 16/11/2012 tra Comune di Catania e Istica s.p.a. - C.E.Co.S. s.r.l. -
Risanamento San Berillo s.r.l.

OPERE DI URBANIZZAZIONE PRIMARIA - PARCHEGGI PUBBLICI INTERRATI CON SOVRASTANTE E
ATTIGUA AREA A VERDE ATTREZZATO Vp1-Vp2

PROGETTO ESECUTIVO

STRUTTURE
Relazione geotecnica

Tav: R19

Scala: --

PROGETTAZIONE STRUTTURALE

Ing. Gabriele Correnti
Piazza della Repubblica, 31
95131 Catania
tel. 095.533423
ingcorrenti@libero.it



Sommario

1. PREMESSE	2
2. ARTICOLAZIONE DEL PROGETTO GEOTECNICO	2
2.1. Caratterizzazione e modellazione geologica del sito	2
2.2. Scelta delle indagini geotecniche	3
2.3. Caratterizzazione fisico meccanica dei terreni	3
2.4. Descrizione delle fasi e delle modalità costruttive	6
2.5. Verifica dei fronti di scavo	9
2.6. Verifica della sicurezza e delle prestazioni	13
3. SEZIONE CON UBICAZIONE MANUFATTO	14
4. INTERFERENZE E PIANO DI MONITORAGGIO	15
4.1.1. Descrizione delle eventuali interferenze	15
4.1.2. Monitoraggio	19
4.1.3. Conclusioni	23
5. VERIFICHE GEOTECNICHE	24
5.1.1. Verifiche SLV	25
5.1.2. Verifiche SLE	31

1. PREMESSE

La presente relazione geotecnica si riferisce alle *Opere di urbanizzazione primaria* previste nell'ambito del completamento del piano di risanamento del rione San Berillo di Catania, riguardanti segnatamente le aree VP1 e VP2.

2. ARTICOLAZIONE DEL PROGETTO GEOTECNICO

In riferimento al punto 6.2 delle NTC08, il progetto dei sistemi geotecnici è stato articolato attraverso le seguenti fasi:

- 1) Caratterizzazione e modellazione geologica del sito
- 2) Scelta delle indagini geotecniche;
- 3) Caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni
- 4) Descrizioni delle fasi e delle modalità costruttive
- 5) Verifiche di sicurezza e prestazioni
- 6) Piani di controllo e monitoraggio.

2.1. CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO

Così come evincibile dalla relazione geologica del progetto esecutivo, il modello geotecnico dei siti di progetto, è costituito da colate laviche etnee, in particolare al Sintema “Il Piano” (Vulcano Mongibello), formazione “Pietracannone”, membro inferiore, prodotti vulcanici del Larmisi.

L'esclusiva presenza di litotipi di natura vulcanica (banconi lavici e vulcanoclastiti) per profondità superiori a 25 m. è confermata dai numerosi sondaggi geognostici eseguiti in passato nell'area in oggetto.

Ai fini delle verifiche della capacità portante del terreno, sono stati utilizzati i parametri geotecnici contenuti nella relazione geologica.

L'omogeneità dei caratteri geologici riscontrati in situ ha consentito l'omogenea modellazione ai fini geotecnici, considerando un unico substrato per l'intera costruzione.

2.2. SCELTA DELLE INDAGINI GEOTECNICHE

La geologia dell'area interessata dall'intervento è omogenea per un intorno ampio, trattandosi della formazione geologica costituita dai prodotti vulcanici di Larmisi (banconi lavici e vulcanoclastiti scoriacee) che costituisce il substrato di un'ampia porzione della città di Catania. La formazione ha notevole potenza e comunque tale da essere l'unica significativamente interessata dall'alterazione antropica in progetto.

Prima della redazione del progetto in questione si disponeva di una vasta campagna di indagine geognostica operata in aree limitrofe entro un intorno di circa 300 m dall'area di attuale interesse, costituita da n. 14 sondaggi a rotazione, n. 2 tomografie elettriche e n. 1 MASW. Pur in presenza di una base di conoscenza assai ampia in un contesto geologico di diffusa omogeneità, l'importanza dell'opera imponeva l'obbligo di ulteriormente approfondire la conoscenza.

Si disponeva, quindi, l'esecuzione di ulteriori n. 6 sondaggi a carotaggio continuo ubicati all'interno del perimetro dell'area di attuale interesse, finalizzati alla conoscenza dei litotipi posti al di sotto dell'attuale piano di fondo scavo, posto a quota -9,50 m. dal di campagna (costituito dalle sedi stradali adiacenti al lotto).

Tali ulteriore approfondimento geognostico ha sostanzialmente e prevedibilmente confermato quanto già noto sia in termini di litotipi che di velocità di trasmissione delle onde sismiche.

I parametri meccanici del litotipo in oggetto sono stati desunti mediante un'indagine geofisica in foro di tipo down-up hole durante la campagna geognostica eseguita nel 2005 in fase di progettazione della Metropolitana della città di Catania, i cui risultati sono riportati nella relazione geologica.

2.3. CARATTERIZZAZIONE FISICO MECCANICA DEI TERRENI

Sono stati osservati terreni lavici (vulcanici e vulcanoclastici) ascrivibili al ciclo eruttivo del "Mongibello Recente", prodotti dalle attività eruttive recenti dell'Etna e dei suoi apparati

eccentrici. La successione geolitologica riscontrata mostra la presenza di lave compatte a differente grado di fessurazione e fratturazione. La base della successione lavica etnea è costituita da un deposito, dello spessore di alcune centinaia di metri, di argille pleistoceniche grigio-azzurre che si presentano giallastre nella parte più superficiale maggiormente esposta ai fenomeni di alterazione. Fra il tetto della formazione di base ed i prodotti lavici sono frequentemente presenti livelli limoso sabbiosi di modesto spessore.

Dagli studi geologici condotti per la realizzazione dell'adiacente galleria metropolitana si evince che le sequenze laviche attraversate dai sondaggi sono caratterizzate dalla presenza di lave di basalto e andesite compatte, a tessitura medio fine, fratturate e fessurate, di consistenza litica (unità LVa) e prodotti lavici scoriacei incoerenti, parzialmente risaldati, disposti in banchi con giacitura irregolare e spesso lenticolare (unità LVr).

Unità LVa - Peso di volume = 2,6 t/mc
 - Angolo d'attrito = 56° - 63°
 - Coesione = 100-275 kPa

Unità LVr - Peso di volume = 1,9 t/mc
 - Angolo d'attrito = 41° - 43°
 - Coesione = 0

Dalla relazione geologica di questo progetto si evince la presenza esclusiva di litotipi di natura vulcanica (banconi e vulcanoclastiti) aventi i seguenti parametri geotecnici:

Vulcanoclastiti - Peso di volume = 2,0 – 2,2 t/mc
 - Angolo d'attrito = 35° - 40°
 - Coesione = 0
 - Costante di sottofondo = 8 – 12 kg/cmc

Dalle indagini geognostiche si rileva che l'ammasso roccioso ha un indice RCQ (Rock Quality Designation) compreso fra 40% e 100% che dimostra la buona qualità della roccia.

Dalle indagini di laboratorio si evince una resistenza a compressione dei 16 campioni litoidi cilindrici (rettificati) prelevati durante i sondaggi compresa fra 21,8 N/mm² e 93,5 N/mm².

Tenendo in conto l'importanza dell'opera ed il cemento strutturale a cui è sottoposta, si ritiene opportuno di operare la scelta dei parametri meccanici in maniera cautelativa, a tutto vantaggio della sicurezza dell'opera. Più precisamente, si è scelto di considerare, per quanto riguarda l'angolo di attrito interno, il valore minimo proposto pari a 35°. Per la costante di sottofondo, in via cautelativa, si è optato di ridurre ulteriormente il valore minimo proposto in relazione geologica, pari a 8 kg/cm² fino a quello adottato nel calcolo, pari a 4 kg/cm²; ciò in ragione di un'eventuale presenza in fondazione di una componente lavica meno massiva e compatta di quella riscontrata nei sondaggi che avrebbe potuto comportare – seppur minimi – cedimenti differenziali.

Sulla scorta della relazione geologico-tecnica del progetto esecutivo, le caratteristiche fisico meccaniche dei terreni interessati dalle costruzioni in oggetto possono essere, prudenzialmente, così riassunte:

Lave:

- | | |
|-----------------------------|-------------------------------|
| - Angolo di attrito interno | $\phi = 35^\circ$ |
| - Peso di volume | $\gamma = 2,00 \text{ t/m}^3$ |
| - Coesione | $c = 0 \text{ kg/cm}^2$ |
| - Costante di Winkler | $K = 4 \text{ kg/cm}^3$ |

Al fine della definizione dell'azione sismica di progetto, in conformità al punto 3.2.2 delle NTC08, tenuto conto di quanto contenuto delle risultanze della indagine MASW, considerato che la velocità convenzionale di propagazione delle onde di taglio è risultata pari a:

$$V_{s30} = 341 \text{ m/s} \quad (180 \text{ m/s} < V_{s30} < 360 \text{ m/s})$$

si conclude che la tipologia del sottosuolo in questione è di tipo "B".

Inoltre, nella caratterizzazione geotecnica ai fini sismici, così come disposto al punto 7.11.2 delle NTC08, sono stati presi in considerazione i principali caratteri tettonici e litologici, oltre agli elementi, anche topografici, che influenzano la propagazione delle onde sismiche. L'omogeneità del terreno interessato da tali fenomeni e le pendenze dei terreni (sempre minori ai 15°) consentono di non ritenere utile un ulteriore approfondimento delle indagini, ritenendo sufficienti i seguenti coefficienti di normativa:

- | | |
|--|---|
| 1) Fattore di amplificazione stratigrafica S_L | $S_S = 1,16$ (Suolo di categoria "B") |
| 2) Fattore di amplificazione topografica | $S_T = 1,00$ (Categoria topografica "T1") |

Pertanto, il coefficiente di amplificazione dello spettro che rappresenta le condizioni stratigrafiche e topografiche risulta:

$$S_{SLV} = S_T \times S_S = 1,00 \times 1,16 = 1,16$$

2.4. DESCRIZIONE DELLE FASI E DELLE MODALITÀ COSTRUTTIVE

In prima fase sarà necessario approfondire l'attuale quota media di fondo scavo, posta a quota 9,50 m.s.l.m., fino a +3,80 m.s.l.m.

L'area sulla quale deve sorgere l'opera è stata oggetto in passato di scavo di sbancamento per la propria totale estensione planimetrica fino alla quota media +9,50 m.s.l.m., ovvero 9,00 m. al di sotto del piano di campagna medio costituito dalle sedi viarie circostanti.

Per la realizzazione dell'opera sarà quindi necessario approfondire il fondo scavo attuale di ulteriori 5,70 m.

Come è possibile evincere dalle fotografie che seguono, il fronte di scavo attuale si presenta compatto, stabile ed inalterato in relazione al carico veicolare ed alle vibrazioni dallo stesso indotte. Tali condizioni di stabilità si verificano da circa sessant'anni, in considerazione del fatto che lo sventramento del vecchio quartiere San Berillo che, iniziato nel 1957, ebbe fine negli anni '60.

Comune di Catania
Completamento del piano di risanamento del rione San Berillo
PROGETTO ESECUTIVO – OPERE DI URBANIZZAZIONE PRIMARIA – Vp1 e Vp2
Relazione geotecnica





Pur non apparendo genericamente necessario proteggere i fronti di scavo, sono stati previsti, ove necessari a causa di un'eventuale estesa presenza della componente scoriacea (di altezza superiore al metro), dei consolidamenti locali costituiti da spritz beton (sp. 8-10 cm) su rete elettrosaldata ϕ 4/10''/10'' chiodata al fronte.

In considerazione della compattezza litica, i fronti di scavo potranno avere, in maniera generalizzata, il fronte posto su una giacitura verticale. Solo eventuali scavi di rettifica planimetrica delle aree più superficiali (interessate dalle vulcaniti decementate e dai riporti), dovranno avere il fronte inclinato di 35° sull'orizzontale.

A scavo effettuato, si eseguirà la platea di fondazione della struttura e si procederà con la realizzazione delle strutture in elevazione.

In considerazione delle tipologie di manufatti ed alle caratteristiche geotecniche del terreno, le fondazioni previste sono tutte del tipo a platea.

Le strutture hanno tutte un'unica quota di imposta delle fondazioni ad eccezione di piccole porzioni in cui sono localizzate opere impiantistiche.

2.5. VERIFICA DEI FRONTI DI SCAVO

Di seguito si riporta il tabulato di calcolo delle verifica di stabilità del fronte di scavo di altezza massima (H=14,70 m.).

Come è possibile evincere, il coefficiente di sicurezza è superiore al minimo normativo.

Normative di riferimento

- Legge nr. 64 del 02/02/1974.
Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- D.M. LL.PP. del 11/03/1988.
Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.
- D.M. 16 Gennaio 1996
Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche
- Circolare Ministero LL.PP. 15 Ottobre 1996 N. 252 AA.GG./S.T.C.
Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche di cui al D.M. 9 Gennaio 1996
- Circolare Ministero LL.PP. 10 Aprile 1997 N. 65/AA.GG.
Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 Gennaio 1996
- Norme Tecniche per le Costruzioni 2008 (D.M. 14 Gennaio 2008)
- Circolare 617 del 02/02/2009
Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008.

Descrizione metodo di calcolo

La verifica alla stabilità del pendio deve fornire un coefficiente di sicurezza non inferiore a **1.10**.

Viene usata la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare.

In particolare il programma esamina un numero di superfici che dipende dalle impostazioni fornite e che sono riportate nella corrispondente sezione. Il processo iterativo permette di determinare il coefficiente di sicurezza di tutte le superfici analizzate.

Nella descrizione dei metodi di calcolo si adotterà la seguente simbologia:

<i>l</i>	lunghezza della base della striscia
α	angolo della base della striscia rispetto all'orizzontale
<i>b</i>	larghezza della striscia $b=l \times \cos(\alpha)$
ϕ	angolo di attrito lungo la base della striscia
<i>c</i>	coesione lungo la base della striscia
γ	peso di volume del terreno
<i>u</i>	pressione neutra
W	peso della striscia
N	sforzo normale alla base della striscia
T	sforzo di taglio alla base della striscia
E_s, E_d	forze normali di interstriscia a sinistra e a destra
X_s, X_d	forze tangenziali di interstriscia a sinistra e a destra
E_a, E_b	forze normali di interstriscia alla base ed alla sommità del pendio
ΔX	variazione delle forze tangenziali sulla striscia $\Delta X = X_d - X_s$
ΔE	variazione delle forze normali sulla striscia $\Delta E = E_d - E_s$

Metodo di Bishop

Il coefficiente di sicurezza nel metodo di **Bishop semplificato** si esprime secondo la seguente formula:

$$F = \frac{\sum_i \left(\frac{c_i b_i + (N_i / \cos(\alpha_i) - u_i b_i) \tan \phi_i}{m} \right)}{\sum_i W_i \sin \alpha_i}$$

dove il termine **m** è espresso da

Comune di Catania
 Completamento del piano di risanamento del rione San Berillo
PROGETTO ESECUTIVO – OPERE DI URBANIZZAZIONE PRIMARIA – Vp1 e Vp2
Relazione geotecnica

$$m = \left(1 + \frac{\text{tg}\phi_i \text{tg}\alpha_i}{F} \right) \cos\alpha_i$$

In questa espressione **n** è il numero delle strisce considerate, **b_i** e **α_i** sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia **i**esima rispetto all'orizzontale, **W_i** è il peso della striscia **i**esima, **c_i** e **φ_i** sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia ed **u_i** è la pressione neutra lungo la base della striscia.

L'espressione del coefficiente di sicurezza di **Bishop semplificato** contiene al secondo membro il termine **m** che è funzione di **F**. Quindi essa viene risolta per successive approssimazioni assumendo un valore iniziale per **F** da inserire nell'espressione di **m** ed iterare fin quando il valore calcolato coincide con il valore assunto.

Dati

Descrizione terreno

Simbologia adottata

Nr.	Indice del terreno
Descrizione	Descrizione terreno
γ	Peso di volume del terreno espresso in kg/mc
γ _w	Peso di volume saturo del terreno espresso in kg/mc
φ	Angolo d'attrito interno 'efficace' del terreno espresso in gradi
c	Coesione 'efficace' del terreno espressa in kg/cm ²
φ _u	Angolo d'attrito interno 'totale' del terreno espresso gradi
c _u	Coesione 'totale' del terreno espressa in kg/cm ²

n°	Descrizione	γ [kg/mc]	γ _{sat} [kg/mc]	φ' [°]	c' [kg/cm ²]
1	Ammasso lavico Lvr	1900	1900	41.00	0,000
2	Ammasso lavico Lva	2600	2600	56.00	1,000

Profilo del piano campagna

Simbologia e convenzioni di segno adottate

L'ascissa è intesa positiva da sinistra verso destra e l'ordinata positiva verso l'alto.

Nr.	Identificativo del punto
X	Ascissa del punto del profilo espressa in m
Y	Ordinata del punto del profilo espressa in m

n°	X [m]	Y [m]
1	0,00	3,80
2	34,06	3,80
3	34,22	16,50
4	34,76	18,50
5	75,00	18,50

Descrizione stratigrafia

Simbologia e convenzioni di segno adottate

Gli strati sono descritti mediante i punti di contorno (in senso antiorario) e l'indice del terreno di cui è costituito

Strato N° **1** costituito da terreno n° 2 (Ammasso lavico Lva)

Coordinate dei vertici dello strato n° 1

n°	X [m]	Y [m]
1	34,22	16,50
2	34,06	3,80
3	0,00	3,80
4	0,00	0,00
5	75,00	0,00
6	75,00	16,50

Strato N° **2** costituito da terreno n° 1 (Ammasso lavico Lvr)

Coordinate dei vertici dello strato n° 2

n°	X [m]	Y [m]
1	75,00	16,50
2	75,00	18,50
3	34,76	18,50

Comune di Catania
 Completamento del piano di risanamento del rione San Berillo
PROGETTO ESECUTIVO – OPERE DI URBANIZZAZIONE PRIMARIA – Vp1 e Vp2
Relazione geotecnica

n°	X	Y
	[m]	[m]
4	34,22	16,50

Carichi sul profilo

Simbologia e convenzioni di segno adottate

L'ascissa è intesa positiva da sinistra verso destra.

N° Identificativo del sovraccarico agente

Descrizione Descrizione carico

Carichi distribuiti

X_i, X_f Ascissa iniziale e finale del carico espressa in [m]

V_{Xi}, V_{Xf}, V_{Yi}, V_{Yf} Intensità del carico in direzione X e Y nei punti iniziale e finale, espresse in [kg/m]

Carichi distribuiti

n°	Descrizione	X _i	X _f	V _{Yi}	V _{Yf}	V _{Xi}	V _{Xf}
		[m]	[m]	[kg/m]	[kg/m]	[kg/m]	[kg/m]
1	Carico distribuito	36,00	50,00	2000	2000	0	0

Dati normativa

Normativa :

Norme Tecniche sulle Costruzioni 14/01/2008

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

Carichi	Effetto	Simbologia	A2 Statico	A2 Sismico
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1.00	1.00
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.30	1.00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

Parametri	Simbologia	M2 Statico	M2 Sismico
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi}$	1.25	1.25
Coesione efficace	γ_c	1.25	1.25
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.40	1.40
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1.60	1.60
Peso dell'unità di volume	γ_r	1.00	1.00

Coefficiente di sicurezza richiesto 1.10

Impostazioni delle superfici di rottura

Superfici di rottura circolari

Si considerano delle superfici di rottura circolari generate tramite la seguente maglia dei centri

Origine maglia	[m]	X ₀ = 16,88	Y ₀ = 28,00
Passo maglia	[m]	dX = 1,00	dY = 1,00
Numero passi		Nx = 20	Ny = 20
Raggio	[m]	R = 20,00	

Si utilizza un raggio variabile con passo dR=0,50 [m] ed un numero di incrementi pari a 20

Si considerano le superfici passanti per il punto P(34,22, 5,00) aventi centri sulla maglia

Si considerano le superfici passanti per i punti P1(0,00, 0,00) e P2(10,00, 10,00)

Opzioni di calcolo

Per l'analisi sono stati utilizzati i seguenti metodi di calcolo:

- BISHOP

Le superfici sono state analizzate solo in condizioni **sismiche**.

Le superfici sono state analizzate per i casi:

- Parametri caratteristici [PC];

Comune di Catania
 Completamento del piano di risanamento del rione San Berillo
PROGETTO ESECUTIVO – OPERE DI URBANIZZAZIONE PRIMARIA – Vp1 e Vp2
 Relazione geotecnica

- Parametri di progetto [A2-M2]
 - Sisma orizzontale e Sisma verticale (verso il basso e verso l'alto)
- Analisi condotta in termini di **tensioni efficaci**
 Presenza di carichi distribuiti

Risultati analisi

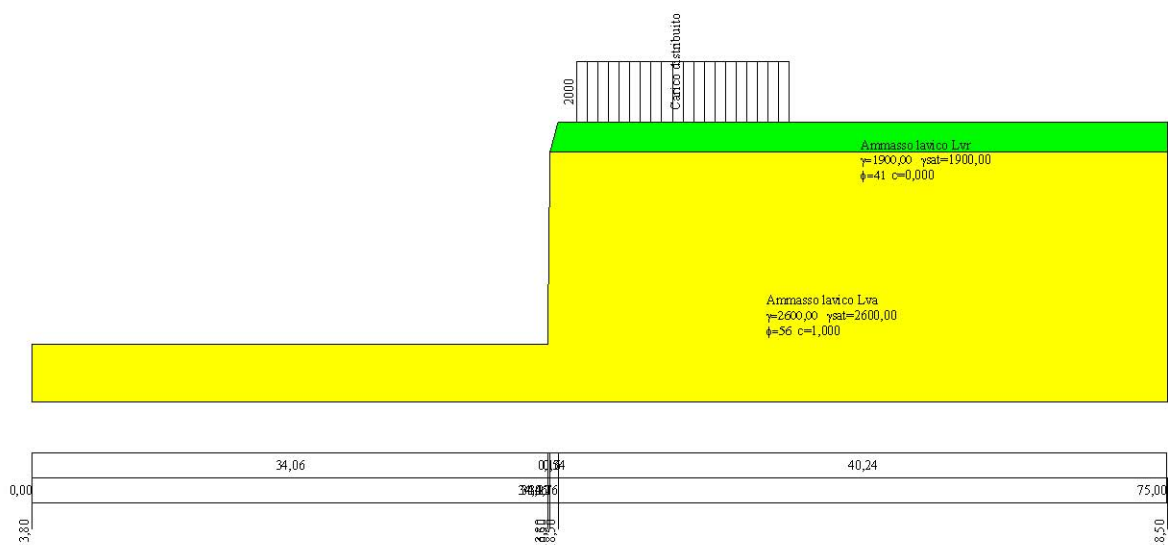
Numero di superfici analizzate 6862
 Coefficiente di sicurezza minimo 2.094
 Superficie con coefficiente di sicurezza minimo 1

Quadro sintetico coefficienti di sicurezza

Metodo	Nr. superfici	FS _{min}	S _{min}	FS _{max}	S _{max}
BISHOP	6862	2.094	1	15.059	6862

Ammasso lavico Lva
 $\gamma=2600,00$ $\gamma_{sat}=2600,00$
 $\phi=36$ $c=1,000$

Ammasso lavico Lvr
 $\gamma=1900,00$ $\gamma_{sat}=1900,00$
 $\phi=41$ $c=0,000$



2.6. VERIFICA DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI

Al fine di condurre le verifiche di sicurezza delle strutture fondali e del terreno di fondazione, così come richiamato al punto 7.11.5.3 delle NTC08 ed in conformità al punto 6.2.3.1, è stato adottato l'approccio progettuale 1, distinguendo le seguenti due combinazioni, con le prescrizioni di cui al punto 7.11.1:

- 1) Ai fini strutturali (SLV- STR) è stato considerato l'Approccio 1 - Combinazione 1;
- 2) Ai fini geotecnici (SLV-GEO) è stato considerato l'Approccio 1 - Combinazione 2.

Pertanto, i coefficienti amplificativi delle azioni (A), quelli riduttivi dei parametri geotecnici (M) e quello riduttivo delle resistenze (R), sono:

SLV – STR in assenza di sisma: Approccio 1 – Combinazione 1(A1+M1+R1) (Tab. 6.2.I + 6.4.2.1)

A1 γ_{G1} 1,3 γ_{G2} 1,5 γ_{Qi} 1,5
M1 γ_{ϕ} 1,0 γ_{γ} 1,0

SLV – STR in presenza di sisma: Approccio 1 – Combinazione 1(A1+M1+R1) (Tab. 2.5.I + 6.4.2.1 + 7.11.1)

A1 γ_{G1} 1,0 γ_{G2} 1,0 γ_{Qi} 1,0
M1 γ_{ϕ} 1,0 γ_{γ} 1,0

SLV – GEO in assenza di sisma: Approccio 1 – Combinazione 2 (A2+M2+R2) (Tab. 6.2.I + 6.4.2.1)

A2 γ_{G1} 1,0 γ_{G2} 1,3 γ_{Qi} 1,3
M2 γ_{ϕ} 1,25 γ_{γ} 1,0
R2 γ_R 1,8

SLV – GEO in presenza di sisma: Approccio 1 – Combinazione 2 (A2+M2+R2) (Tab. 6.2.I + 6.4.2.1. + 7.11.1)

A2 γ_{G1} 1,0 γ_{G2} 1,0 γ_{Qi} 1,0
M2 γ_{ϕ} 1,25 γ_{γ} 1,0
R2 γ_R 1,8



4. INTERFERENZE E PIANO DI MONITORAGGIO

4.1.1. Descrizione delle eventuali interferenze

Sulla scorta del progetto esecutivo del parcheggio Vp2 e del progetto esecutivo della tratta di ferrovia metropolitana in questione, sono stati ipotizzati scenari di interferenze, riferibili a due distinte fasi:

Fase 1: Scavo del terreno fino alla quota di imposta della fondazioni;

Fase 2: Esercizio dell'edificio.

Le valutazioni che seguono sono state sviluppate in considerazione dell'importanza dell'opera e potrebbero apparire superflue se solo si considerasse che sia gli scavi (delle dimensioni previste in progetto) che gli edifici (di tipologia comparabile a quelli previsti) sono già presenti nella tratta in oggetto e non hanno comportato alcuna interferenza con la galleria, tant'è che i progettisti dell'opera non li hanno nemmeno presi in considerazione nella modellazione agli elementi finiti delle sezioni di calcolo della galleria stessa. Infatti, scavi ed edifici (esistenti ed in progetto) sono ubicati a distanza dalla galleria tale da non influire sulla tensione dell'ammasso al contorno del cavo.

Tale considerazione renderebbe superfluo il prosieguo che comunque si riporta per completezza di trattazione.

Riguardo alla Fase 1, bisogna considerare che in tale area, così come in molte delle aree in oggetto, è stato già realizzato, contestualmente allo sventramento del vecchio rione San Berillo, buona parte dello scavo necessario a raggiungere la quota di imposta delle fondazioni. Si tratta di scavi in roccia, con paramento verticale e sub-verticale, posto ad una distanza minima pari a 10,47 metri dal piedritto della galleria.

La natura del terreno basaltico rende tali scavi praticamente ininfluenti sul regime tensionale dell'ammasso al contorno del cavo. A maggior riprova di ciò, si riportano di seguito due grafici tratti dalla relazione geotecnica di progetto della tratta metropolitana in oggetto.

Comune di Catania
Completamento del piano di risanamento del rione San Berillo
PROGETTO ESECUTIVO – OPERE DI URBANIZZAZIONE PRIMARIA – Vp1 e Vp2
Relazione geotecnica

Figura 8.2.4.a: Spostamenti verticali a scarico completo (cavo non sostenuto)

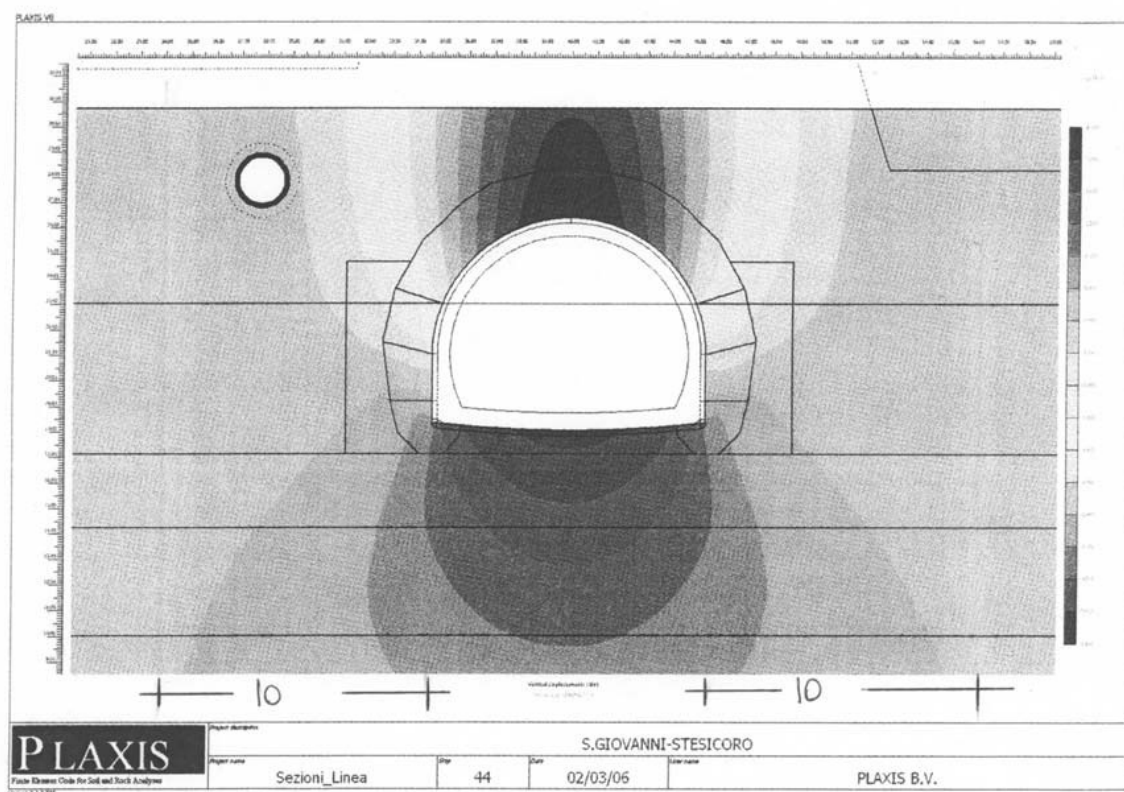
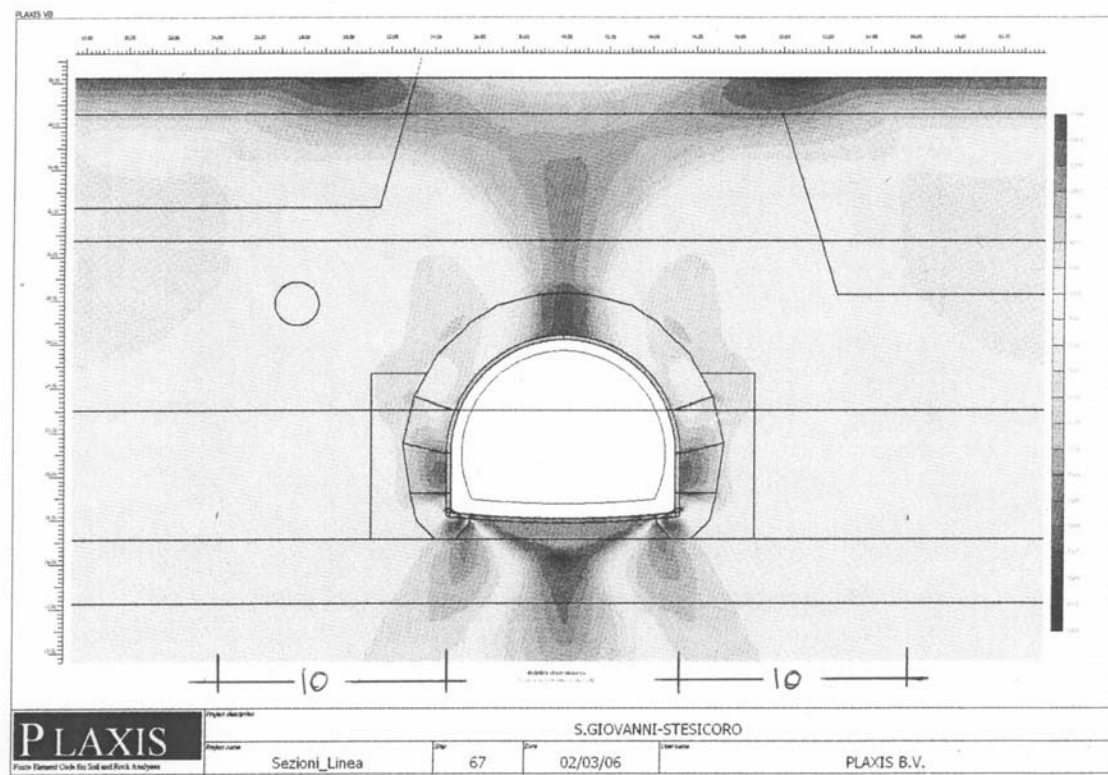


Figura 8.2.4.c: Resistenza mobilitata a scarico completo (cavo sostenuto)



Da tali grafici, riportanti gli spostamenti verticali a scarico completo e la resistenza mobilitata a scarico completo, si evince che le opere in progetto (scavo ed edificio) non rientrano tra le aree che subiscono l'influenza della galleria. Ciò in quanto non si riscontrano, nei suddetti grafici,

alterazioni cromatiche significative nelle parti dell'ammasso al contorno del cavo a distanza maggiore di 10 m.

La quota di fondo scavo è stata prevista, in sede urbanistica, circa 14,70 metri sotto il piano di campagna definito dalla Piazza della Repubblica.

Per gli scavi da eseguire, così come contemplato nel Master Plan, si confermano i fronti verticali posti ad una distanza assai cautelativa (maggiore di 10 metri) dall'esterno del piedritto della galleria.

L'approfondimento dello scavo dall'attuale quota media pari a 9,50 m.s.l.m. fino a quella di progetto, pari a 3,80 m.s.l.m., come si evince dalla sezione che segue, non altera in maniera sensibile il regime tensionale a cui è sottoposta la galleria, né crea asimmetrie di carico.

Durante la Fase 2, ovvero a costruzione ultimata, si verifica che la nuova costruzione non genera interferenze che potrebbero alterare il regime tensionale dell'ammasso roccioso al contorno del cavo, non comportando, quindi, alcuna modifica al cemento strutturale della galleria.

Infatti, in via esemplificativa, la retta di distribuzione delle pressioni da quota di attuale fondo scavo (a), relativa alla Fase 1, non intercetta la sezione strutturale della galleria; così come la retta (b), rappresentativa della distribuzione delle pressioni da quota di fondo scavo di progetto in Fase 2.

La tensione indotta sul terreno di fondazione dall'edificio può essere così valutata:

$$\sigma_{t-Post} = (N_{piani} \times Q_{solaio} + H_{terreno} \times \gamma_{terreno}) \times (Campomedio) / (Larghezza_{fond} \times Lunghezza_{fond}) =$$
$$(3 \times 1,3 + 2,00 \times 1,8) \times (7,50 \times 6,00) / (3,50 \times 3,50) = 27,6 \text{ t/mq}$$

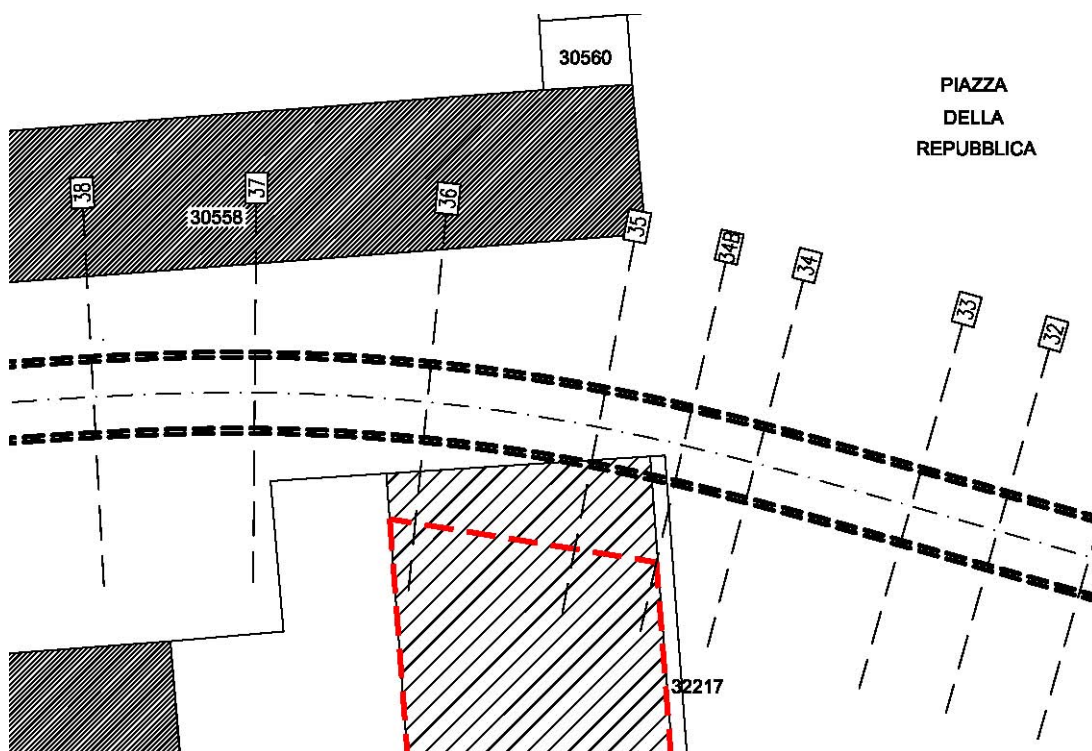
Su fronte non oggetto di intervento, la tensione nel terreno, sempre alla stessa quota è pari a:

$$\sigma_t = (q_{campagna} - q_{progetto}) \times \gamma_{terreno} = (18,93 - 3,80) \times 1,90 = 28,7 \text{ t/mq}$$

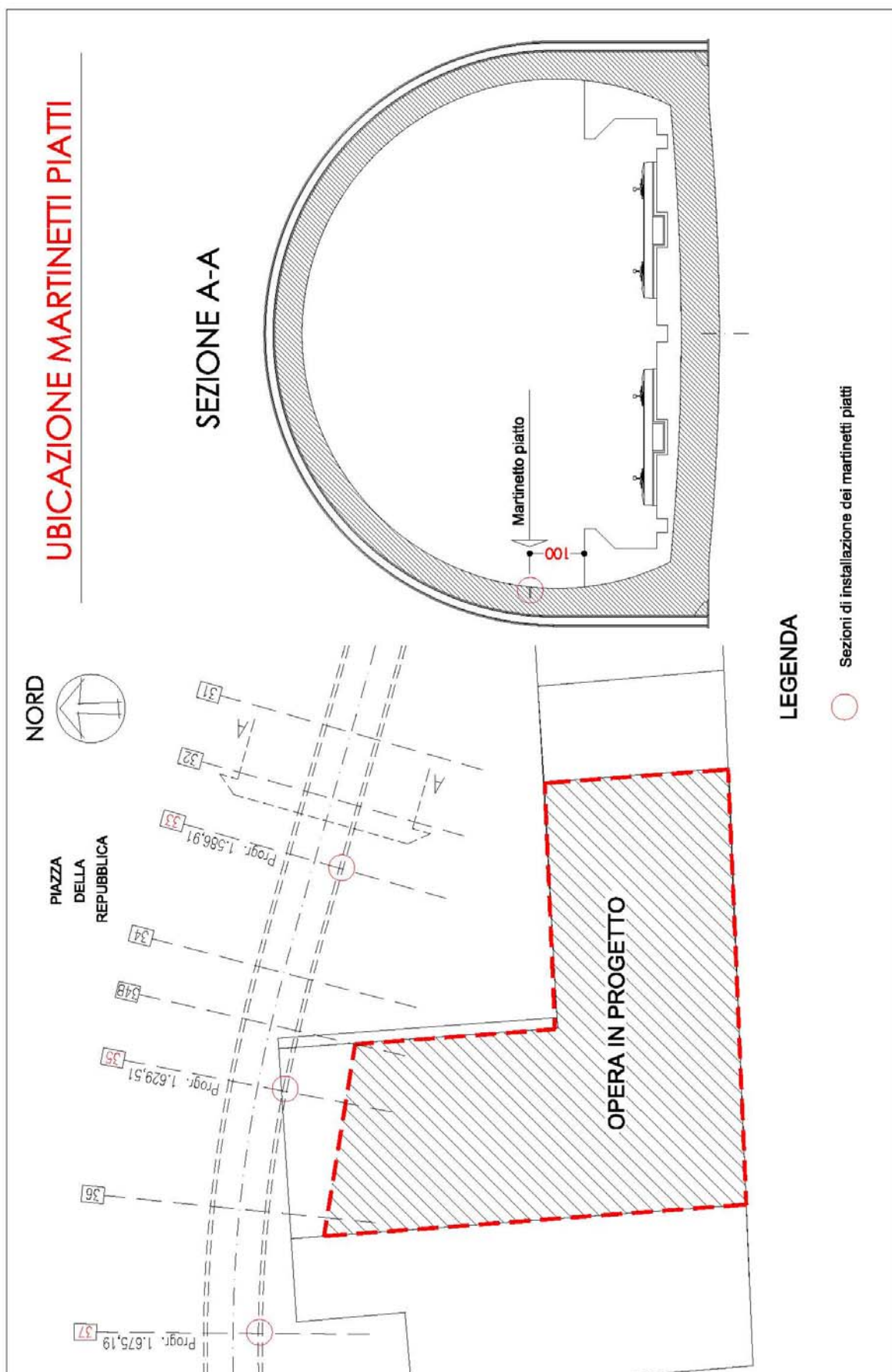
Per quanto sostanzialmente influente sulla statica della galleria, da quanto sopra si evince che la realizzazione dell'edificio riporta lo stato tensionale ai due lati della sezione tipo verso una condizione di simmetria, maggiormente aderente alle assunzioni poste alla base del calcolo delle caratteristiche di sollecitazioni agenti sulla galleria stessa.

4.1.2. Monitoraggio

Prima dell'esecuzione degli scavi si dovrà procedere a verificare le condizioni statiche del tratto di galleria più vicina all'area in oggetto. Tale è quello compreso fra le sezioni nn. 33 e 37 (indicate nella planimetria che segue), avente estensione pari a circa 90 m.



Inoltre, così come prescritto nel citato parere preventivo di fattibilità, si prevede di installare nel suddetto tratto un sistema di monitoraggio delle sollecitazioni costituito da n. 3 martinetti piatti semplici, ubicati all'imposta dei piedritti (lato scavo) nelle sezioni nn. 33, 35 e 37.



Il rilievo dello stato tensionale sarà effettuato nelle opere notturne con il duplice scopo di evitare le interferenze con il superiore carico veicolare ed effettuare l'accesso in galleria in condizioni di sicurezza (in assenza dei treni).

Con l'uso dei martinetti piatti è possibile definire la tensione di esercizio nella sezione di indagine. L'indagine consiste nell'applicare un taglio orizzontale nel setto in c.a., collocare all'interno un martinetto ed applicare sullo stesso una pressione di intensità nota. Tramite estensimetri è possibile determinare gli spostamenti tra diversi punti del provino in qualsiasi fase della prova. Lo stato tensionale attuale della sezione si raggiunge quando i punti posti al di sopra ed al di sotto del taglio ritornano nella posizione iniziale.

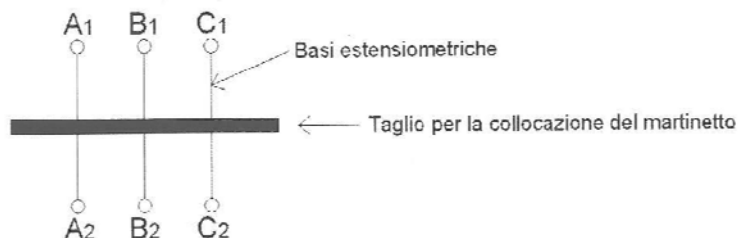
Le normative in merito per una corretta esecuzione della prova sono americane: ASTM C 1196- 91; e ASTM C 1197-91.

Per poter eseguire la prova occorre disporre delle apparecchiature di taglio, dei martinetti e della strumentazione per le basi estensimetriche.

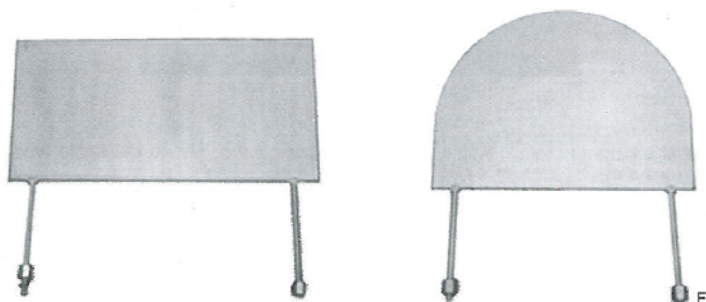
I martinetti piatti possono essere di varie forme; i più comuni possono avere forma rettangolare, semicircolare o di semicerchio-allungato.

Le basi estensimetriche hanno il compito di fornire la misura degli spostamenti di due punti del provino. Per le prove in questione si prescrivono tre basi estensimetriche per ciascun martinetto piatto. Prima di effettuare la prova si incollano delle piastrine metalliche (due per ogni base) al calcestruzzo e si determina la distanza tra le due piastrine della stessa base.

Le basi si collocano a cavallo del taglio.



Esempi di martinetti piatti.



Si prevede l'uso di:

- sega semicircolare per il taglio del calcestruzzo (sezione parziale di profondità pari a 20 cm);
- n. 3 martinetti piatti (preventivamente calibrati) in metallo a semiluna con raggio pari a quello della sega;
- pompa idraulica manuale con manometro calibrato con accuratezza dell'1%;
- n. 9 basi di lettura applicate a cavallo dei tre martinetti;
- estensimetro meccanico centesimale.

Le prove quindicinali dovranno essere interpretate dalla direzione lavori; saranno successivamente trasmissioni all'ufficio tecnico della Ferrovia Circumetnea.

Sarà opportuno che le prove vengano eseguite a cura di laboratorio di sperimentazione con specifica esperienza sia per quanto riguarda la tipologia di prova che in riferimento all'ambiente di lavoro.

Si ritiene essenziale che il periodo di rilevamento comprenda i tempi in cui saranno effettuati gli scavi, realizzate le strutture ed eseguiti i ricolmi in copertura, attualmente stimate in 12 mesi.

Tali previsioni trovano riscontro nel computo metrico estimativo di progetto.

4.1.3. Conclusioni

Considerate le caratteristiche geotecniche dei terreni interessati dagli interventi in oggetto, nonché le modalità e le caratteristiche geometriche degli scavi, oltre le tipologie e le caratteristiche ponderali dell'edificio previsto in progetto, si conclude che le opere previste in sede di redazione del Parcheggio multipiano interrato Vp2, facente parte delle opere di urbanizzazione previste nell'ambito del *Completamento del Piano di Risanamento del Rione San Berillo*, non generano interferenze pregiudizievoli per la staticità della galleria delle ferrovie metropolitane, nella tratta "Giovanni XXIII" – "Stazione".

5. VERIFICHE GEOTECNICHE

Di seguito si riportano i tabulati delle verifiche geotecniche dai quali si evincono le condizioni di sicurezza raggiunte nei riguardi della portanza del terreno di fondazione interessato dalle costruzioni.

In relazione al regime tensionale indotto sul terreno ed alle capacità deformative dello stesso, non si riscontrano problematiche inerenti la possibilità di cedimenti differenziali.

5.1.1. Verifiche SLV

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE

METODO DI BRINCH-HANSEN

(SECONDO D.M. 2008 - Approccio 1 - Comb. 2 - A2+M2+R2)

SAN BERILLO - PARCHEGGIO PUBBLICO

Espressione generale per il calcolo del carico limite:

$$q_{lim} = 0.5 \times \gamma \times B \times N_{\gamma} \times s_{\gamma} \times i_{\gamma} \times b_{\gamma} \times g_{\gamma} + \\ C' \times N_c \times s_c \times i_c \times b_c \times g_c \times d_c + \\ q' \times N_q \times s_q \times i_q \times b_q \times g_q \times d_q$$

con: N_{γ}, N_c, N_q fattori di capacità portante
 s_{γ}, s_c, s_q fattori di forma
 i_{γ}, i_c, i_q fattori di inclinazione del carico
 b_{γ}, b_c, b_q fattori di inclinazione della base
 g_{γ}, g_c, g_q fattori di inclinazione del piano di campagna
 d_c, d_q fattori di profondità del piano di posa
 Breale Larghezza della fondazione
 B Breale - 2 x Eccentricità del carico

Tab. dei coef. parziali delle azioni (tab. 6.2.1)

	A1 (ass. sisma)	A2 (ass. sisma)	A1 e A2 (in sisma)
Peso Proprio	1.3	1.0	1.0
Permanente	1.5	1.3	1.0
Variabile	1.5	1.3	1.0

Tab. dei coef. parziali dei parametri geotecnici (tab. 6.2.II)

	M1	M2
$\tan \phi'_k$	1.0	1.25
c'_k	1.0	1.25
c_{sk}	1.0	1.4
γ	1.0	1.0

Tab. dei coef. Parziali γ_R (tab. 6.4.I)

Verifica	Coeff. Parziale	R1	R2
Capacità portante	γ_R	1.0	1.8
Scorrimento	γ_R	1.0	1.1

METODO DI CALCOLO DEI FATTORI:

Fattori di capacità portante: sono funzione dell'angolo d'attrito del terreno.

Fattori di forma:

$$s_{\gamma} = 1 - 0.4 \times (B/L) \\ s_q = 1 + (B/L) \times \tan \phi'_k \\ s_c = 1 + (B/L) \times (N_q/N_c)$$

con: L = lunghezza della fondazione

Fattori di inclinazione del carico:

$$i_{\gamma} = (1 - H / (N + B \times L \times C' \times \cot \phi'_k))^{(m+1)} \\ i_q = (1 - H / (N + B \times L \times C' \times \cot \phi'_k))^{(m)} \\ i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \times \tan \phi'_k)$$

con $m = (2 + B/L) / (1 + B/L)$

Fattori di inclinazione della base: si pongono uguali ad 1 per piano orizzontale.

$$b_{\gamma} = b_q \\ b_q = ((1 - \beta_1) \times \tan \phi'_k)^2 \\ b_c = b_q - ((1 - b_q) / (N_c \times \tan \phi'_k))$$

Fattori di inclinazione del piano di campagna: si pongono uguali ad 1 per piano orizzontale.

$$g_{\gamma} = g_q \\ g_q = ((1 - \tan \beta_2)^2 \\ g_c = g_q - ((1 - g_q) / (N_c \times \tan \phi'_k))$$

Fattori di profondità del piano di posa:

$$\text{per } D \leq B \quad d_q = 1 + 2 \times (D/B) \times \tan \phi'_k \times (1 - \sin \phi'_k)^2 \\ D > B \quad d_q = 1 + 2 \times \tan \phi'_k \times (1 - \sin \phi'_k)^2 / \tan(D/B) \\ d_c = d_q \times (1 - d_q) / (N_c \times \tan \phi'_k)$$

SAN BERILLO - PARCHEGGIO PUBBLICO

PLATEA DI FONDAZIONE H=60 cm

DATI DI PROGETTO:

b =	30,00 [ml]	Larghezza
e =	0,10 [ml]	Eccentricità baricentrica
B =	29,80 [ml]	(b-2xe)
L =	70,00 [ml]	Lunghezza
D =	0,60 [ml]	Profondità media del piano di posa
γ =	2,00 [t/mc]	Peso specifico del terreno
ϕ =	35 [°]	Angolo d'attrito
ϕ'_{ik} =	29,26 [°]	$\arctg(\tan\phi/1,25)$
C' =	0 [t/mq]	Coesione
β_1 =	0 [°]	Inclinazione fondazione
β_2 =	0 [°]	Inclinazione piano campagna
q' =	1,20 [t/mq]	($\gamma \times D$)
H =	0,68 [t]	Forza orizzontale
N =	1,00 [t]	Forza verticale
m =	1,70 [adim]	$(2 + B/L) / (1 + B/L)$

Calcolo dei fattori:

N_γ =	20,08	$2 \cdot (Nq+1) \cdot \tan\phi'_{ik}$ (Funzione di ϕ'_{ik})
N_q =	16,92	$e^{m\phi'_{ik}} \cdot \tan^2(45+\phi'_{ik}/2)$ (Funzione di ϕ'_{ik})
N_c =	28,42	$(Nq-1) \cdot \cot\phi'_{ik}$ (Funzione di ϕ'_{ik})
s_γ =	0,83	
s_q =	1,24	
s_c =	1,25	
i_γ =	0,32	
i_q =	0,32	
i_c =	0,30	
d_q =	1,67	
d_c =	1,71	
d_γ =	1,00	
b_q =	1,00	
b_c =	1,00	
b_γ =	1,00	
g_q =	1,00	
g_c =	1,00	
g_γ =	1,00	

Calcolo del carico limite:

q_{lim} =	172,27 [t/mq]	Carico limite
-------------	---------------	---------------

Calcolo del carico resistente:

$q_R = q_{lim} / \gamma_R$	95,70 [t/mq]	($q_{lim} / 1,8$)
----------------------------	--------------	---------------------

Confronto fra la tensione indotta dalla struttura ed il carico resistente:

$q_R > q_d$ ass. sisma	19,70 [t/mq]	Verificato
$q_R > q_d$ in sisma =	16,40 [t/mq]	Verificato

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE

METODO DI BRINCH-HANSEN

(SECONDO D.M. 2008 - Approccio 1 - Comb. 2 - A2+M2+R2)

SAN BERILLO - VASCA IN C.A.

Espressione generale per il calcolo del carico limite:

$$q_{lim} = 0.5 \times \gamma \times B \times N_{\gamma} \times s_{\gamma} \times i_{\gamma} \times b_{\gamma} \times g_{\gamma} + \\ C' \times N_c \times s_c \times i_c \times b_c \times g_c \times d_c + \\ q' \times N_q \times s_q \times i_q \times b_q \times g_q \times d_q$$

con: N_{γ}, N_c, N_q fattori di capacità portante
 s_{γ}, s_c, s_q fattori di forma
 i_{γ}, i_c, i_q fattori di inclinazione del carico
 b_{γ}, b_c, b_q fattori di inclinazione della base
 g_{γ}, g_c, g_q fattori di inclinazione del piano di campagna
 d_c, d_q fattori di profondità del piano di posa
 Breale Larghezza della fondazione
 B Breale - 2 x Eccentricità del carico

Tab. dei coef. parziali delle azioni (tab. 6.2.1)

	A1 (ass. sisma)	A2 (ass. sisma)	A1 e A2 (in sisma)
Peso Proprio	1,3	1,0	1,0
Permanente	1,5	1,3	1,0
Variabile	1,5	1,3	1,0

Tab. dei coef. parziali dei parametri geotecnici (tab. 6.2.II)

	M1	M2
$\tan \phi'_k$	1,0	1,25
c'_k	1,0	1,25
c_{sk}	1,0	1,4
γ	1,0	1,0

Tab. dei coef. Parziali γ_R (tab. 6.4.I)

Verifica	Coeff. Parziale	R1	R2
Capacità portante	γ_R	1,0	1,8
Scorrimento	γ_R	1,0	1,1

METODO DI CALCOLO DEI FATTORI:

Fattori di capacità portante: sono funzione dell'angolo d'attrito del terreno.

Fattori di forma:

$$s_{\gamma} = 1 - 0.4 \times (B/L) \\ s_q = 1 + (B/L) \times \tan \phi'_k \\ s_c = 1 + (B/L) \times (N_q/N_c)$$

con: L = lunghezza della fondazione

Fattori di inclinazione del carico:

$$i_{\gamma} = (1 - H / (N + B \times L \times C' \times \cotg \phi'_k))^{(m+1)} \\ i_q = (1 - H / (N + B \times L \times C' \times \cotg \phi'_k))^{(m)} \\ i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \times \tan \phi'_k)$$

con $m = (2 + B/L) / (1 + B/L)$

Fattori di inclinazione della base: si pongono uguali ad 1 per piano orizzontale.

$$b_{\gamma} = b_q \\ b_q = ((1 - \beta_1) \times \tan \phi'_k)^2 \\ b_c = b_q - ((1 - b_q) / (N_c \times \tan \phi'_k))$$

Fattori di inclinazione del piano di campagna: si pongono uguali ad 1 per piano orizzontale.

$$g_{\gamma} = g_q \\ g_q = ((1 - \tan \beta_2)^2 \\ g_c = g_q - ((1 - g_q) / (N_c \times \tan \phi'_k))$$

Fattori di profondità del piano di posa:

$$\text{per } D \leq B \quad d_q = 1 + 2 \times (D/B) \times \tan \phi'_k \times (1 - \sin \phi'_k)^2 \\ D > B \quad d_q = 1 + 2 \times \tan \phi'_k \times (1 - \sin \phi'_k)^2 / \tan(D/B) \\ d_c = d_q \times (1 - d_q) / (N_c \times \tan \phi'_k)$$

SAN BERILLO - VASCA IN C.A.

PLATEA DI FONDAZIONE H=30 cm

DATI DI PROGETTO:

b =	8,00 [ml]	Larghezza
e =	0,10 [ml]	Eccentricità baricentrica
B =	7,80 [ml]	(b-2xe)
L =	8,00 [ml]	Lunghezza
D =	0,40 [ml]	Profondità media del piano di posa
γ =	2,00 [t/mc]	Peso specifico del terreno
ϕ =	35 [°]	Angolo d'attrito
ϕ'_k =	29,26 [°]	$\arctg(\tg\phi/1,25)$
C' =	0 [t/mq]	Coesione
β_1 =	0 [°]	Inclinazione fondazione
β_2 =	0 [°]	Inclinazione piano campagna
q' =	0,80 [t/mq]	($\gamma \times D$)
H =	0,68 [t]	Forza orizzontale
N =	1,00 [t]	Forza verticale
m =	1,51 [adim]	$(2 + B/L) / (1 + B/L)$

Calcolo dei fattori:

N_γ =	20,08	$2 \cdot (Nq+1) \cdot \tg\phi'_k$ (Funzione di ϕ'_k)
N_q =	16,92	$e^{\tg\phi'_k} \cdot \tg^2(45+\phi'_k/2)$ (Funzione di ϕ'_k)
N_c =	28,42	$(Nq-1) \cdot \cotg\phi'_k$ (Funzione di ϕ'_k)
s_γ =	0,61	
s_q =	1,55	
s_c =	1,58	
i_γ =	0,32	
i_q =	0,32	
i_c =	0,30	
d_q =	1,43	
d_c =	1,46	
d_γ =	1,00	
b_q =	1,00	
b_c =	1,00	
b_γ =	1,00	
g_q =	1,00	
g_c =	1,00	
g_γ =	1,00	

Calcolo del carico limite:

q_{lim} =	40,18 [t/mq]	Carico limite
-------------	--------------	---------------

Calcolo del carico resistente:

$q_R = q_{lim} / \gamma_R$	22,32 [t/mq]	($q_{lim} / 1,8$)
----------------------------	--------------	---------------------

Confronto fra la tensione indotta dalla struttura ed il carico resistente:

$q_R > q_d$ ass. sisma	9,90 [t/mq]	Verificato
$q_R > q_d$ in sisma =	9,20 [t/mq]	Verificato

Comune di Catania
 Completamento del piano di risanamento del rione San Berillo
PROGETTO ESECUTIVO – OPERE DI URBANIZZAZIONE PRIMARIA – Vp1 e Vp2
Relazione geotecnica

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE

METODO DI BRINCH-HANSEN

(SECONDO D.M. 2008 - Approccio 1 - Comb. 2 - A2+M2+R2)

SAN BERILLO - POZZETTO PI6

Espressione generale per il calcolo del carico limite:

$$q_{lim} = 0.5 \times \gamma \times B \times N_{\gamma} \times s_{\gamma} \times i_{\gamma} \times b_{\gamma} \times g_{\gamma} + \\ C' \times N_c \times s_c \times i_c \times b_c \times g_c \times d_c + \\ q' \times N_q \times s_q \times i_q \times b_q \times g_q \times d_q$$

con: N_{γ}, N_c, N_q fattori di capacità portante
 s_{γ}, s_c, s_q fattori di forma
 i_{γ}, i_c, i_q fattori di inclinazione del carico
 b_{γ}, b_c, b_q fattori di inclinazione della base
 g_{γ}, g_c, g_q fattori di inclinazione del piano di campagna
 d_c, d_q fattori di profondità del piano di posa
 Breale Larghezza della fondazione
 B Breale - 2 x Eccentricità del carico

Tab. dei coef. parziali delle azioni (tab. 6.2.1)

	A1 (ass. sisma)	A2 (ass. sisma)	A1 e A2 (in sisma)
Peso Proprio	1,3	1,0	1,0
Permanente	1,5	1,3	1,0
Variabile	1,5	1,3	1,0

Tab. dei coef. parziali dei parametri geotecnici (tab. 6.2.II)

	M1	M2
$\tan \phi'_k$	1,0	1,25
c'_k	1,0	1,25
c_{sk}	1,0	1,4
γ	1,0	1,0

Tab. dei coef. Parziali γ_R (tab. 6.4.I)

Verifica	Coeff. Parziale	R1	R2
Capacità portante	γ_R	1,0	1,8
Scorrimento	γ_R	1,0	1,1

METODO DI CALCOLO DEI FATTORI:

Fattori di capacità portante: sono funzione dell'angolo d'attrito del terreno.

Fattori di forma:

$$s_{\gamma} = 1 - 0.4 \times (B/L) \\ s_q = 1 + (B/L) \times \tan \phi'_k \\ s_c = 1 + (B/L) \times (N_q/N_c)$$

con: L = lunghezza della fondazione

Fattori di inclinazione del carico:

$$i_{\gamma} = (1 - H / (N + B \times L \times C' \times \cotg \phi'_k))^{(m+1)} \\ i_q = (1 - H / (N + B \times L \times C' \times \cotg \phi'_k))^{(m)} \\ i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \times \tan \phi'_k)$$

con $m = (2 + B/L) / (1 + B/L)$

Fattori di inclinazione della base: si pongono uguali ad 1 per piano orizzontale.

$$b_{\gamma} = b_q \\ b_q = ((1 - \beta_1) \times \tan \phi'_k)^2 \\ b_c = b_q - ((1 - b_q) / (N_c \times \tan \phi'_k))$$

Fattori di inclinazione del piano di campagna: si pongono uguali ad 1 per piano orizzontale.

$$g_{\gamma} = g_q \\ g_q = ((1 - \tan \beta_2)^2 \\ g_c = g_q - ((1 - g_q) / (N_c \times \tan \phi'_k))$$

Fattori di profondità del piano di posa:

$$\text{per } D \leq B \quad d_q = 1 + 2 \times (D/B) \times \tan \phi'_k \times (1 - \sin \phi'_k)^2 \\ D > B \quad d_q = 1 + 2 \times \tan \phi'_k \times (1 - \sin \phi'_k)^2 / \tan(D/B) \\ d_c = d_q \times (1 - d_q) / (N_c \times \tan \phi'_k)$$

SAN BERILLO - POZZETTO PI6

PLATEA DI FONDAZIONE H=25 cm

DATI DI PROGETTO:

b =	2,00 [ml]	Larghezza
e =	0,10 [ml]	Eccentricità baricentrica
B =	1,80 [ml]	(b-2xe)
L =	2,00 [ml]	Lunghezza
D =	3,05 [ml]	Profondità media del piano di posa
γ =	2,00 [t/mc]	Peso specifico del terreno
ϕ =	35 [°]	Angolo d'attrito
ϕ'_k =	29,26 [°]	$\arctg(\tg\phi/1,25)$
C' =	0 [t/mq]	Coesione
β_1 =	0 [°]	Inclinazione fondazione
β_2 =	0 [°]	Inclinazione piano campagna
q' =	6,10 [t/mq]	($\gamma \times D$)
H =	0,68 [t]	Forza orizzontale
N =	1,00 [t]	Forza verticale
m =	1,53 [adim]	$(2 + B/L) / (1 + B/L)$

Calcolo dei fattori:

N_γ =	20,08	$2 \cdot (Nq+1) \cdot \tg\phi'_k$	(Funzione di ϕ'_k)
N_q =	16,92	$e^{\pi \tg\phi'_k} \cdot \tg^2(45+\phi'_k/2)$	(Funzione di ϕ'_k)
N_c =	28,42	$(Nq-1) \cdot \cotg\phi'_k$	(Funzione di ϕ'_k)
s_γ =	0,64		
s_q =	1,50		
s_c =	1,54		
i_γ =	0,32		
i_q =	0,32		
i_c =	0,30		
d_γ =	1,30		
d_c =	1,32		
d_γ =	1,00		
b_q =	1,00		
b_c =	1,00		
b_γ =	1,00		
g_q =	1,00		
g_c =	1,00		
g_γ =	1,00		

Calcolo del carico limite:

q_{lim} =	72,18 [t/mq]	Carico limite
-------------	--------------	---------------

Calcolo del carico resistente:

$q_R = q_{lim} / \gamma_R$	40,10 [t/mq]	($q_{lim} / 1,8$)
----------------------------	--------------	---------------------

Confronto fra la tensione indotta dalla struttura ed il carico resistente:

$q_R > q_d$ ass. sisma	11,00 [t/mq]	Verificato
$q_R > q_d$ in sisma =	19,30 [t/mq]	Verificato

5.1.2. Verifiche SLE

Gli stati limite di esercizio si riferiscono al raggiungimento dei valori critici dei cedimenti che possono compromettere la funzionalità dell'opera. Il calcolo dei cedimenti è stato eseguito in combinazioni di esercizio Rare.

Dai calcoli eseguiti, si evince che i cedimenti massimi che si hanno in corrispondenza del punto con pressione massima sul terreno sono pari a **0,41** cm in combinazione rara.

L'entità dei cedimenti, anche in considerazione del valore assai cautelativo assunto per la costante di Winkler, è compatibile con la funzionalità dell'opera.